

POŁĄCZENIE Z KOŁNIERZEM WEWNĘTRZNYM STOSOWANE W USTROJACH FASADOWYCH

Wojciech Żółtowski¹, Maciej Cwyl²

¹Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

²Politechnika Warszawska

Streszczenie. Podstawowym obszarem zastosowań lekkich ścian osłonowych metalowo-szklanych są budynki użyteczności publicznej. W normach technicznych określono podstawowe właściwości ścian osłonowych, a także podano informacje techniczne o wymaganiach eksploatacyjnych wraz z kryteriami badań do określenia parametrów technicznych metalowo-szklanych przegród budowlanych. Przywołana norma odnosi się jedynie do przegród pionowych i do ścian odchylonych od pionu maksymalnie 15°. Postanowieniami normy objęte są ściany osłonowe mające pionowe i poziome elementy konstrukcyjne, połączone ze sobą i zakotwione do konstrukcji nośnej budynku. Całość powinna tworzyć lekkie, ciągle pokrycie zamykające przestrzeń. Pokrycie ma samodzielnie lub w połączeniu z konstrukcją budynku spełniać wszystkie normalne funkcje ściany zewnętrznej. Nie może pełnić żadnych właściwości nośnych konstrukcji budynku. Ustroje metalowo-szklane projektuje się z uwzględnieniem odrębnego schematu statyczno-wytrzymałościowego, innego niż konstrukcja nośna obiektu. Elementy nośne fasady podlegają odrębnym sprawdzeniom stanu granicznego nośności i odrębnym (bardziej restrykcyjnym) sprawdzeniom warunków stanu granicznego użytkowania. Szczególną rolę w tych układach pełnią połączenia słupów oraz rygli, doczołowe połączenia technologiczne słupów i połączenia elementów usztywniających – ciągów. Doczołowe połączenia kołnierzone są jednym z podstawowych elementów zapewniających integralność konstrukcji oraz spełnienie przez systemowe rozwiązania przeszkleń wymogów szczelności z uwagi na przenikanie wody opadowej i infiltrację powietrza oraz wielu innych cech zapewniających poprawną pracę przeszkleń. W pracy przedstawiono zagadnienia konstrukcyjno-wytrzymałościowe połączeń stosowanych obecnie w rozwiązaniach ustrojów nośnych fasad metalowo-szklanych kategorii D, z tzw. kołnierzem wewnętrznym.

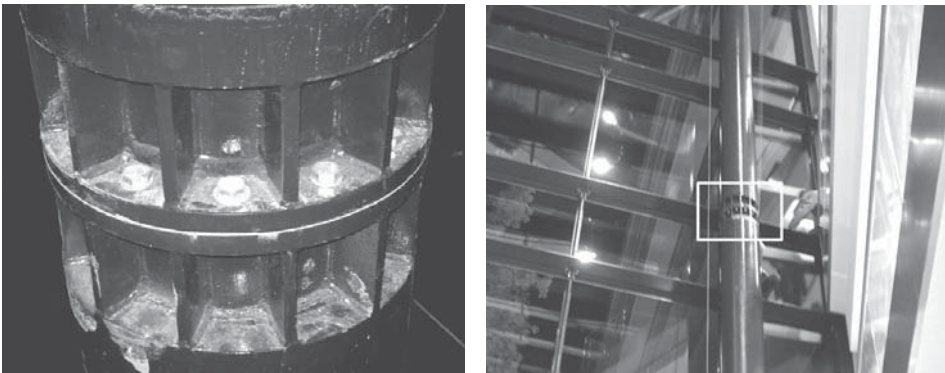
Słowa kluczowe: konstrukcje metalowo-szklane, połączenie kołnierzone wewnętrzne, ściana osłonowa

Adres do korespondencji – Corresponding author: Wojciech Żółtowski, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Katedra Inżynierii Budowlanej, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, e-mail: wojciech_zoltowski@sggw.pl
Maciej Cwyl, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, e-mail: m.cwyl@il.pw.edu.pl

WSTĘP

Prezentowany typ połączenia pojawił się na rynku budowlanym stosunkowo niedawno. Z uwagi na nietypowy sposób rozmieszczenia łączników śrubowych dotychczasowy sposób analizy tego typu połączeń, jak w klasycznych połączeniach doczołowych stalowych szkieletów konstrukcyjnych, wykazywał przy dużych wartościach momentów zginających niedobory nośności. Dokładniejsze analizy numeryczne, przy zastosowaniu oprogramowania wykorzystującego MES, oraz obserwacje zachowania się omawianych połączeń w warunkach rzeczywistych potwierdzają rezerwy nośności w tego typu węzłach. Aktualne jest więc poszukiwanie dokładniejszej ścieżki analizy połączeń kołnierzowych fasad. Inżynierowie budowlani zaczęli szukać rozwiązań dotyczących wzmocnienia węzłów w konstrukcjach już zrealizowanych, w których zwiększeniu uległy wartości obciążeń wiatrem (np. wskutek zmiany norm, przebudowy struktur fasadowych, nadbudowy obiektu).

Analizę przeprowadzono na przykładzie węzła występującego w słupie stalowym istniejącej konstrukcji fasady i zadaszenia atrium części elewacji budynku Centrum Handlowego wybudowanego w latach 2006–2009. Przedmiotowy słupek metalowo-szklanej ściany osłonowej ma wysokość 23,0 m i wykonany został z rury o przekroju $508,8 \times 20$, ze stykami montażowymi śrubowymi w formie połączeń kołnierzowych (rys. 1).



Rys. 1. Widok kołnierzowego połączenia wewnętrznego (po lewej) i konstrukcji fasady, gdzie zostały one zastosowane (po prawej – w ramce zaznaczono położenie kołnierza)

Fig . 1. View of the inner flange connection (left) and columns of the façade structure with this connections (right – location of flange is marked by frame)

Przedstawione na rysunku 1 połączenie kołnierzowe zastosowane zostało jako styki słupa rurowego. Ze względu na walory estetyczne doczołowe styki elementów rurowych są powszechnie akceptowane przez architektów w nowych realizacjach budynków użyteczności publicznej. Przy wysokościach słupów do 23,0–27,0 m nie ma możliwości wykonania trzonu takiego słupa z jednego elementu. Połączenie kołnierzowe umieszczane jest wtedy na wysokości 10,0–14,0 m. Zastosowanie węzłowych elementów złącznych (śrub, blach, żeber) wymaga ich zamaskowania od zewnątrz osłaniającą blachą grubości

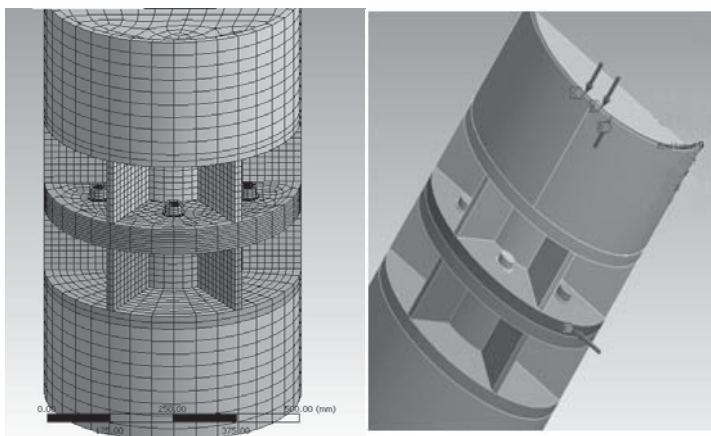
0,5–1,0 mm. Tak osłonięte połączenie staje się zupełnie niewidoczne przez użytkowników obiektu, dając wrażenie gładkiego i smukłego trzonu słupa rurowego.

Analizę wytrzymałościową połączenia podjęto w 2011 roku w ramach prowadzonych prac eksperckich oceniających nośność i własności użytkowe fasady budynku o wysokości 23,0 m i szerokości około 40 m. Fasada opierała się na czterech podstawowych słupach powiązanych teowymi ryglami poziomymi i usztywniającymi kratownicami okapowymi.

METODYKA OBLICZEŃ

W zakresie prac eksperckich wykonano obliczenia potwierdzające nośność węzłów i łączników śrubowych w sposób odpowiadający algorytmowi stosowanemu do połączeń kołnierzowych podlegających działaniu dużej siły osiowej i momentu zginającego.

W dalszej części prac zajęto się analizą numeryczną węzłów, poszukując rezerw nośności ze względu na możliwość przeniesienia znaczących momentów zginających przez elementy węzłowe w obrębie połączenia. Wykorzystując komercyjne oprogramowanie, stworzono model numeryczny ww. połączenia, pokazany na rysunku 2. Zaprezentowany model połączenia kołnierzowego analizowany był w programie Ansys 11 Workbench. Do obliczeń i modelowania przyjęto siatkę dyskretyzacyjną posiadającą 51 021 węzłów i 9794 elementów. Do obliczeń przyjęto stal S275, moduł sprężystości $E = 210$ GPa i współczynnik Poissona 0,3. Na podstawie wykonanej analizy numerycznej otrzymano mapy rozkładu naprężeń Hubera-Misesa, które pozwoliły na określenie rzeczywistej nośności połączenia.

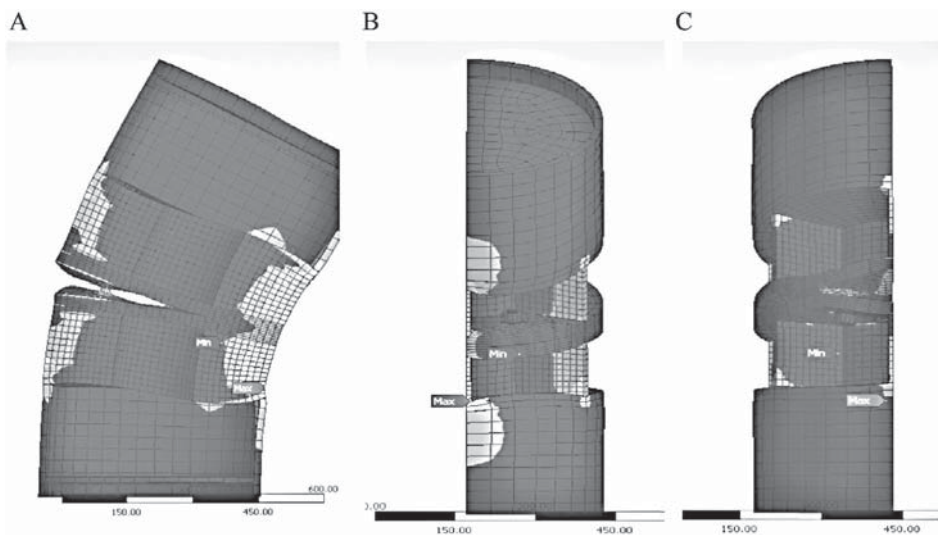


Rys. 2. Widok modelu numerycznego analizowanego połączenia kołnierzowego
Fig. 2. View of the numerical model of the calculates connection

Prowadzone badania zmierzały w dwóch kierunkach. Pierwsze analizy prowadziły do określenia wartości naprężeń w elementach węzłów w odniesieniu do generowanych oddziaływań normowych od wiatru na strukturę ustroju fasadowego. Drugi etap prac po-

legał na wyznaczeniu maksymalnych, dopuszczalnych normowo naprężeń w najbardziej wyężonych elementach połączenia. Wyznaczone w ten sposób wartości dopuszczalnych naprężeń posłużyły do analizy odwrotnej i określenia maksymalnego, dopuszczalnego obciążenia ciśnieniem od działania wiatru struktury fasady. Wyniki odniesiono do wartości normowych ciśnienia wiatru na fasadę.

Na tym etapie przygotowano również modele deformacji połączeń, pokazujące przebieg procesu ich zniszczenia. Wyznaczono miejsca koncentracji naprężeń i wyznaczono punkty w węzle, gdzie rozpoczął się proces zniszczenia elementu węzłowego. Zagadnienie śledzenia procesu zniszczenia wniosło bardzo istotne uwagi do sposobu wzmocnienia elementów ustroju prętowego fasady. Obraz zdeformowanego połączenia w chwili zniszczenia przedstawia rysunek 3.

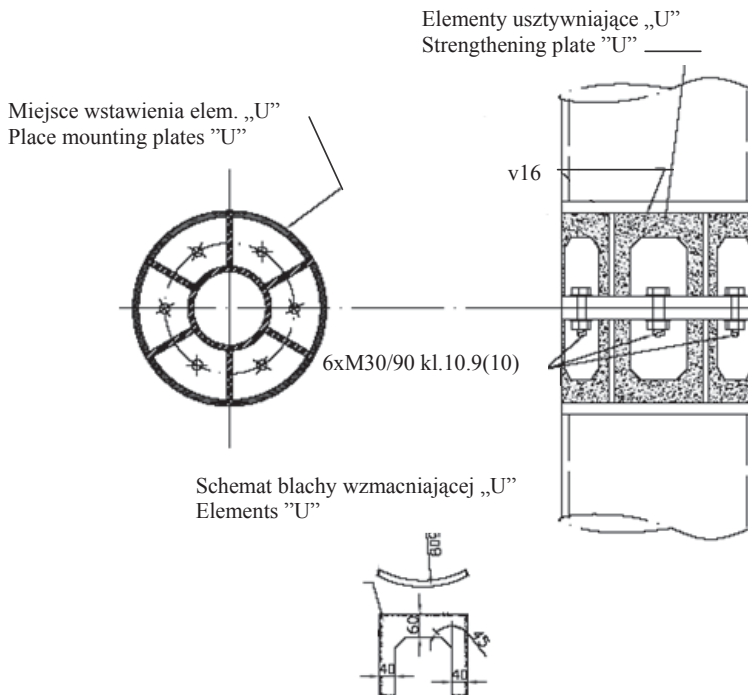


Rys. 3. Schemat zniszczenia z karbem naprężeniowym (mapa naprężeń Hubera-Misesa), części A, B, C

Fig. 3. Schematic representation of the destruction of the connection (stress map Huber-Mises), parts A, B, C

Dokonując analizy obliczeniowej przedstawionego połączenia i odnosząc jej wyniki do analizy numerycznej, stwierdzono, że wyniki MES odbiegają od wyliczeń prowadzonych zgodnie z procedurą normową. Nośność elementów węzłowych analizowanych numerycznie połączeń wykazywała kilkunastoprocentowo większe wartości nośności niż wyliczone zgodnie z procedurą normową. W obliczeniach zgodnych z normą wykazano niedobory nośności połączenia przy normowym obciążeniu ciśnieniem działania wiatru na strukturę fasady i analizowany ustrój słupowy. Niedobory nośności wykazane zostały w łącznikach śrubowych i spoinach uźebrowania (spoina łącząca blachę połączenia z żebrzem usztywniającym). Z tego względu zaproponowano wzmocnienie pozwalające na zwiększenie nośności śruby poprzez przesunięcie środka obrotu grupy łączników na krawędź połączenia i zwiększenie obwodu spoin łączących blachę węzłową z żebrami pionowymi. Kształt zaproponowanych, jako wzmocnienie, portalikowych blach usztyw-

niających zapewnia dostęp do łączników i kontrolę spoin podczas kolejnych, rokrocznych przeglądów okresowych obiektu. Schemat wzmocnienia pokazano na rysunku 4.



Rys. 4. Zaproponowane wzmocnienie połączenia kołnierzowego w postaci dodatkowych żeber gr. 16 mm, spawanych spoiną czołową wzdłuż obwodu zewnętrznego słupa

Fig. 4. The proposed strengthening the connection flange plates 16 mm, weldet along the outer circumference of the column

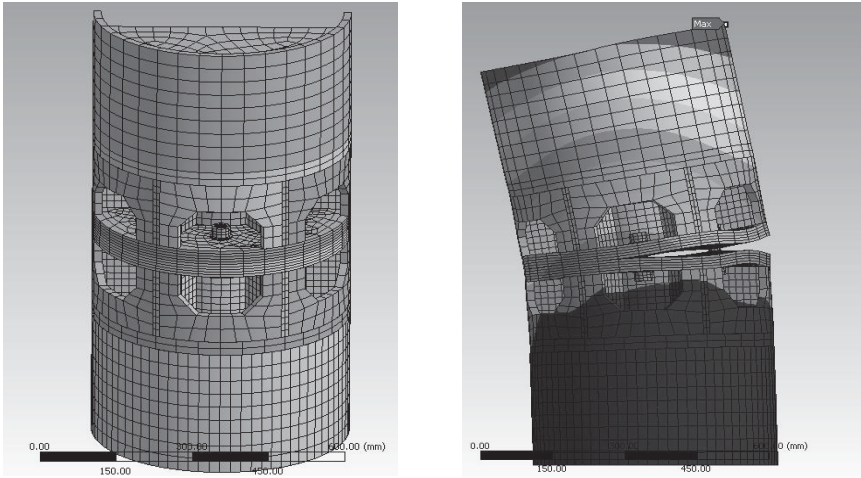
Połączenie ze wzmocnieniem poddano również analizie numerycznej, odnosząc otrzymane wyniki wartości wyężenia do normowego ciśnienia wiatrem działającego na metalowo-szklaną strukturę ściany.

Dokonano ponadto porównania wartości nośności prezentowanego połączenia ze wzmocnieniem i bez jego wzmocnienia portalikowymi blachami uźebrowań.

Na rysunku 5 pokazano wartości naprężeń zastępczych Hubera-Misesa w takiej samej fazie obciążenia analizowanego połączenia jak w analizie połączenia bez wzmocnienia. W pracy porównano wartości maksymalnych naprężeń w rozpatrywanym połączeniu, uzyskując zwiększenie nośności połączenia ze wzmocnieniem rzędu 40%.

Nadmienić należy, że portalikowe wstawki z blachy nie zwiększają istotnie ciężaru rozpatrywanego słupa ani też nie utrudniają sposobu montażu tego typu konstrukcji. Zapewniają ponadto jego ciągłość tak, że nie wpływają istotnie na obniżenie nośności wybożeniowej słupa.

W miejscach koncentracji wzmacnianych węzłów naprężenia były rzędu $150 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$, a więc były o rząd wielkości mniejsze od występujących w węzłach przed wzmocnie-

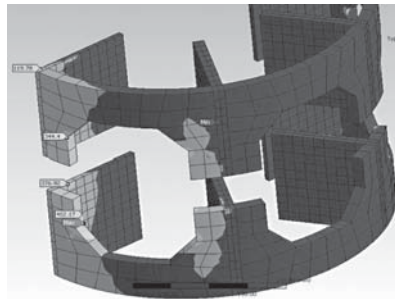


Rys. 5. Poglądowy widok rozpatrywanego połączenia ze wzmocnieniem (po lewej) oraz obraz jego deformacji przy wartościach sił odpowiadających normowemu ciśnieniu wiatru działającego na metalowo-szklaną strukturę fasady

Fig. 5. Schematic view of strengthening connection (left) and deformation under load wind pressure acting on the metal-glass structure

niem. Zmienił się również rozkład naprężeń. Najbardziej wyężonym, a zarazem niebezpiecznym miejscem stała się śruba rozciągana. Jest to element mogący być w dużo łatwiejszy sposób poddany wymianie. Należy mieć na uwadze możliwość zniszczenia śruby w wyniku zmęczenia będącego skutkiem zmiennych (znaczących) naprężeń rozciągających od oddziaływania wiatru na strukturę fasady.

W żeberkach wzmacniających połączenie najbardziej wyężonym miejscem jest skraj żebra (rys. 6). Miejsce z zarejestrowanymi największymi wartościami naprężeń Hubera-Misesa wskazano dodatkowym oznaczeniem.



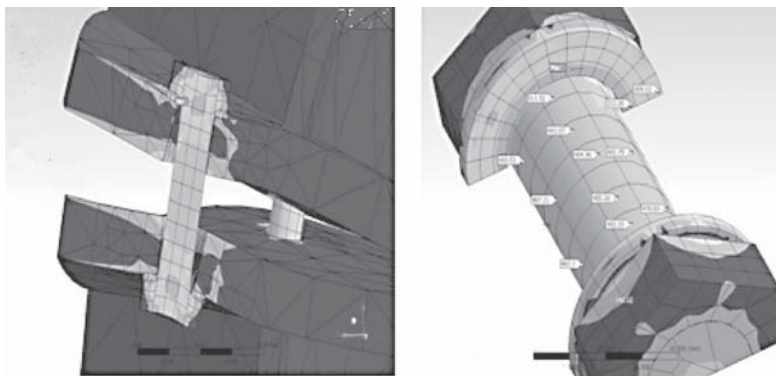
Rys. 6. Obraz stanu naprężeń w żeberkach wzmacniających (ramach portalikowych)

Fig. 6. The level of stress in the reinforcement plates

Węzeł z zastosowanymi żebrami charakteryzuje się ponadto mniejszą deformacją (1,68 mm) w porównaniu z węzłem bez wzmocnień (deformacja 2,78 mm) przy tym sa-

mym obciążeniu ciśnieniem wiatru działającym na analizowaną powierzchnię struktury fasady budynku.

W związku z wnioskami płynącymi z analizy wzmocnień zajęto się dokładniejszą analizą wzmocnionego połączenia kołnierzego z uwagi na same śruby. W ramach zrealizowanych badań analizowano w wybranych połączeniach zachowanie się śrub M24 klasy 10.9 zarówno w węzłach niesprężonych, jak i w węzłach sprężonych (rys. 7).



Rys. 7. Obraz pracy śruby we wzmocnianym węźle (z ramkami portalikowymi)

Fig. 7. Stress in the bolt in the connection with metal frames

W połączeniach sprężonych przyjęto sprężenie na poziomie 290 kN. Przy dokładnej analizie śrub dużą rolę odgrywały detale w postaci średnicy otworów okrągłych i podkładek o średnicy 28 mm. Na tym etapie badań potwierdzono, że samo sprężenie śrub znacząco zwiększa sztywność węzła. W tym przypadku przemieszczenia węzła zostają zredukowane około 15%, a dociążone zostają żeberka i elementy wzmocnień ramek portalikowych. Jednocześnie zwiększa się naprężenie wypadkowe w śrubach, ale elementy te mogą w dość łatwy sposób być wymieniane i modyfikowane.

PODSUMOWANIE

Z prowadzonych badań nad prezentowanym typem połączenia wynika, że:

1. Przed użyciem wzmocnienia w postaci portalikowych ramek usztywniających kołnierz w połączeniu największe naprężenia zastępcze występowały w najbardziej wyężonym żeberku, na styku z pierścieniem stalowym. Przekraczały one kilkakrotnie wartość granicy plastyczności stali zastosowanej w połączeniu. Po zastosowaniu wzmocnienia naprężenia znacząco spadły. W miejscu poprzedniej koncentracji naprężeń wynosiły już tylko $150 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$.

2. Zarejestrowane wartości naprężeń dla połączeń ze wzmocnieniem i bez wzmocnienia przedstawia tabela 1. W węźle wzmocnianym następuje istotny spadek wartości naprężeń w miejscach, w których występowała inicjacja zniszczenia połączenia. Stan naprężenia (ze względu na towarzyszące temu stanowi odkształcenia) ujęty w tabeli 1 jest traktowany jako zniszczenie węzła, a więc SGN według PN i norm PN-EN zgodnych

Tabela 1. Wartości naprężeń w fazie zniszczenia połączenia „z” i „bez” wzmocnienia węzła blachami portalowymi

Table 1. Stress values in step destruction of connection “with” and “without” the strengthening of joint

Węzeł Connection	Miejsce występowania największych naprężeń The place of great stress	Naprężenia Stress [N·mm ⁻²]	Naprężenia* Stress [N·mm ⁻²]	Deformacje Deformation [mm]
1 (bez wzmocnień) (without strengthened)	dolne żeberko the lower plate	1152	1152	2,78
2 (ze wzmocnieniem) (strengthened)	karb w ramce „U” point in the frame “U”	412	816	1,68
Redukcja [%] Reduction [%]	–	279	141	165

*Maksymalne naprężenia zastępcze w elementach połączenia, łącznie ze śrubami.

*The maximum stress in the elements of connections, together with bolts.

z eurokodami. Otrzymano obraz wpływu wzmocnienia na zwiększenie nośności analizowanego połączenia.

3. W dalszym etapie zasadne jest, by kontynuować badania związane z zagadnieniami nośności zmęczeniowej łączników wzmocnionych połączeń. Zagadnienie to związane jest z charakterystyką i specyfiką obciążeń od działania wiatru, generujących naprężenia o znacznych wartościach w rozciąganych łącznikach śrubowych.

PIŚMIENNICTWO

- Bródka J., Łubiński M., 1971. Lekkie konstrukcje stalowe. Arkady, Warszawa.
 Bródka J., Broniewicz M., 2001. Konstrukcje stalowe z rur. Arkady, Warszawa.
 Giżejowski M., Ziółko J. (red.), 2010. Budownictwo ogólne. Tom 5. Arkady, Warszawa.
 Rykaluk K., 2005. Konstrukcje stalowe. Kominy, wieże, maszty. Politechnika Wrocławska, Wrocław.
 Żółtowski W., Cwyl M., 2003. Metody inżynierskich obliczeń konstrukcji ze stopów aluminiowych na bazie konstrukcji fasad słupowo-ryglowych. Murator PLUS, Warszawa.
 Żółtowski W., Łubiński M., 2003. Konstrukcje metalowe. Część I. Arkady, Warszawa.

CHARACTERISTIC ACCIDENTS CONNECTIONS FOR METAL-GLASS STRUCTURE

Abstract. This paper is dedicated to the critical condition of steel structure connections of the recently built industrial hall. It presents results of connection analysis for steel columns dedicated to metal-glass facade.

Key words: metal-glass structure, screw (flange) connection, curtain wall

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 19.12.2014